第 41 卷 第 2 期
2024 年 4 月

应 用 力 学 学 报
Chinese Journal of Applied Mechanics

Vol. 41 No. 2
Apr. 2024

文章编号:1000-4939(2024)02-0340-12

复式钢管混凝土 T 形件单边螺栓节点承载力研究

张玉芬[1,2],卜鸿凡[1],高嘉岐[1]

(1. 河北工业大学土木与交通学院,300401 天津;2. 天津市装配式建筑与智能建造重点实验室,300401 天津)

摘 要:T 形件单边螺栓连接节点应用到复式钢管混凝土结构中可充分利用双层钢管的截面特点,传力性能好且抗震性能高。对 5 个节点试件进行柱端水平往复加载试验并进行了数值模拟分析,试验中 T 形件因加肋方式不同出现了 3 种变形特征,而节点整体的破坏形态均为 T 形件屈服后钢梁塑性变形,数值模拟结果与试验结果吻合较好。根据试验和有限元结果分析了节点传力构件的受力机理,提出 T 形件受拉模型,分别计算 T 形件翼缘和加劲肋提供的抗弯承载力,从而得到节点的抗弯极限承载力计算公式,计算结果与试验结果误差较小,与数值模拟结果也十分相近。研究结果表明采用 T 形件受拉模型计算的节点承载力公式适用于 T 形件与单边螺栓强度相匹配的情况,T 形件加肋形式对节点极限承载力影响最大,其次为 T 形件翼缘厚度,T 形件腹板厚度影响很小;此外随着 T 形件翼缘厚度的增加节点承载力提高越来越小,故得出了单边螺栓直径与 T 形件翼缘厚度的最大临界值和最佳匹配值,为该节点工程应用提供理论参考和设计依据。

关键词:复式钢管混凝土;T 形件;单边螺栓;低周往复荷载试验;抗弯承载力

中图分类号:TU312+.3 **文献标志码**:A **DOI**:10.11776/j.issn.1000-4939.2024.02.008

Study on bearing capacity of blind bolted T-shaped plate joints in composite CFST structures

ZHANG Yufen[1,2], BU Hongfan[1], GAO Jiaqi[1]

(1. School of Civil and Transportation Engineering, Hebei University of Technology, 300401 Tianjin, China;
2. Tianjin Key Laboratory of Prefabricated Building and Intelligent Construction, 300401 Tianjin, China)

Abstract: Blind bolted T-shaped plate joints with good force transfer performance and high seismic performance, can make full use of the section characteristics of double steel tubes in composite concrete-filled steel tubular columns. Cyclic loading tests and numerical simulations on five blind bolted joints were conducted. There were three types of deformation characteristics of the T-shaped plate due to its different ribbed forms, but all the failure modes of the joints were plastic deformation of steel beams after T-shaped plates yielded. Numerical simulation results agreed well with the experimental results. A tensile model of the T-shaped plate was established according to the force-transferring mechanism based on the results of experiments and simulations. The bending bearing capacity of T-shaped plate flanges and stiffeners was

收稿日期:2021-04-15 **修回日期**:2022-07-31
基金项目:国家自然科学基金资助项目(No. 52078179)
通信作者:张玉芬,教授。E-mail:yf23227@163.com
引用格式:张玉芬,卜鸿凡,高嘉岐. 复式钢管混凝土 T 形件单边螺栓节点承载力研究[J]. 应用力学学报,2024,41(2):340-351.
ZHANG Yufen, BU Hongfan, GAO Jiaqi. Study on bearing capacity of blind bolted T-shaped plate joints in composite CFST structures[J]. Chinese journal of applied mechanics, 2024, 41(2):340-351.

calculated respectively, and the ultimate bearing capacity of the joint was calculated. The error between the calculated results and the experimental results is very small, and they are very close to the numerical simulation results. The results show that the calculation formula based on the tensile model of a T-shaped plate is suitable for the case of strength matching between T-shaped plates and blind bolts. The rib form of T-shaped plates has the greatest influence on the ultimate bearing capacity of the joint, followed by the flange thickness of T-shaped plates, and the web thickness of T-shaped plates has little influence. The maximum critical value and the best matching value between the diameter of the blind bolt and the flange thickness of T-shaped plates are obtained, which provides a theoretical reference and design basis for the application of this type of joint in composite structures.

Key words: composite concrete-filled steel tube; T-shaped plate; blind bolt; low cycle reciprocating loading test; bending bearing capacity

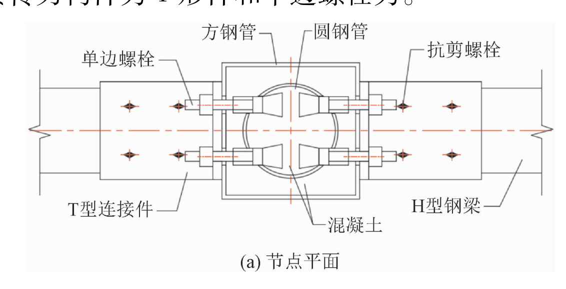
内圆外方复式钢管混凝土柱轴压力学性能良好、水平抗侧能力高,且具有较好的耐火性能及经济效益[1],在装配式结构中应用前景良好。其梁柱节点连接形式可借鉴较成熟的单钢管混凝土节点,其中端板或 T 形件连接是最典型的装配连接方式[2-4]。BATHO 等[5-6]最早地分析了 T 形螺栓连接节点的受力性能,得出了 T 形螺栓节点半刚性的特性。KATO 等[7]对高强螺栓 T 形件连接梁柱节点进行了试验研究和理论分析,以 T 形件翼缘厚度、高强螺栓直径为参数变量提出了 T 形件节点承载力公式。徐怡红等[8]利用有限元模拟得出 T 形件翼缘厚度和柱翼缘厚度是影响节点性能的较大因素,影响较小的是 T 形件腹板厚度、螺栓的直径和螺栓间距。穿芯螺栓连接的方钢管混凝土 T 形件节点低周往复荷载试验研究[9]表明:该类型节点具有较高的承载力、较大的初始转动刚度、较好的延性和耗能能力,具有良好的抗震性能;并依据试验结果推导了节点抗弯承载力计算公式。D'ANIELLO 等[10]通过试验对 T 形件进行受力机理研究,提出一种新型的 T 形件承载力计算模型。王静峰等[11]将螺栓连接与中空夹层钢管混凝土结合起来,对 4 个方套方中空夹层钢管混凝土柱采用了单边螺栓端板连接形式,并进行了拟动力试验,通过分析柱截面空心率、端板形式和楼板设置参数变化得出节点的主要破坏模式和抗震性能指标。因此,对于复式钢管混凝土柱,基于双层钢管的截面特点,单边螺栓可有效地锚固在实心混凝土中从而具有良好的传力路径,而目前对该类型节点研究较少,未形成一定的理论体系。

为研究复式钢管混凝土柱-钢梁 T 形件单边螺栓节点的破坏形态和极限承载力,本研究首先进行复式钢管混凝土单边螺栓节点试件低周往复加载试验,并选取合理的材料本构关系、破坏准则建立了有限元模型。基于分析节点的受力特点和传力机理,提出 T 形件受拉模型,计算节点的极限承载力并总结了各参数变量对节点承载力的影响,为复式钢管混凝土结构应用于装配式建筑中提供节点设计和承载力计算理论依据。

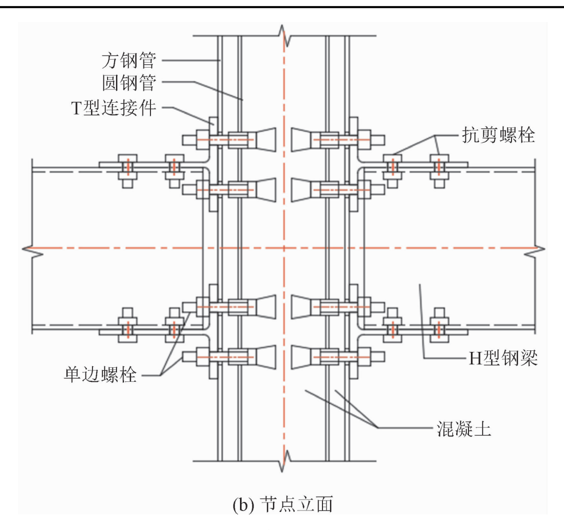
1　单边螺栓节点受力机理分析

1.1　节点构造

单边螺栓适用于操作空间不足、双侧操作困难的闭口截面类钢结构建筑结构,通过单侧紧固安装。采用单边螺栓连接的预制构件可单独运输,现场安装简便。复式钢管混凝土柱为内圆外方双层钢管截面形式,可以在工厂先在圆钢管和方钢管上进行螺栓孔定位与开孔,现场施工钢结构无需焊接,部件安装过程不会削弱钢管及其他钢构件,有利于保证钢结构的强度和刚度。单边螺栓锚首先固定于复式钢管混凝土柱内钢管内壁,然后与 T 形件翼缘连接,同时,钢梁上下翼缘与 T 形件腹板均采用预紧力高强螺栓连接。梁柱整体性连接构造见图 1,节点的主要传力构件为 T 形件和单边螺栓为。



(a) 节点平面



(b) 节点立面

图1 T形件单边螺栓节点构造

Fig. 1 Details of blind bolted T-shaped plate joints

1.2 试验研究

节点试件为平面十字形梁柱节点,5个单边螺栓节点试件编号分别为BBJ1、BBJ2、BBJ2D、BBJ3、BBJ4。试件制作时,外方和内圆钢管同心放置并对齐螺栓孔后焊于一块底板上;单边螺栓穿入内圆钢管内壁后进行扩底操作并固定[12]。T形件安装完成及T形件构造如图2所示,最后安装钢梁并浇筑柱内混凝土进行养护。复式钢管混凝土柱高2 070 mm,梁长3 700 mm;钢梁分别选取H346×174×6×9 mm^4 和 H350×175×7×11 mm^4;单边螺栓长190 mm,埋深90 mm;T形件分别选取250×200×9×14 mm^4 和250×200×12×20 mm^4;试件轴压比0.271。试件主要参数和具体尺寸如表1所示,T形件加肋形式有中间单肋和两边双肋两种,如图2(b)~(c)所示。

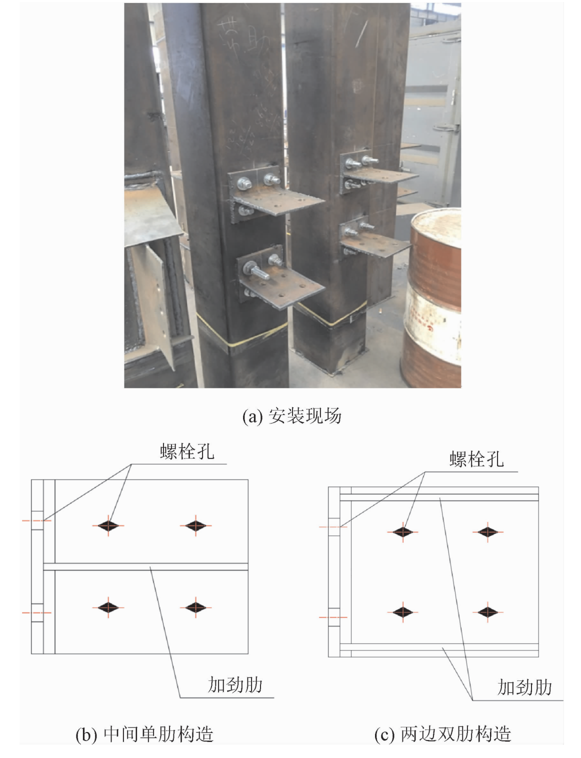


图2 T形件安装完成及构造图

Fig. 2 Installation and structure details of T-shaped plates

表1 试件基本参数

Tab. 1 The basic parameters of specimens

试件编号	圆钢管 $D\times t$/mm^2	方钢管 $B\times t$/mm^2	T形件尺寸/mm^4	梁截面/mm^4	加肋形式	梁柱线刚度比
BBJ1	194×6	280×10	250×200×9×14	346×174×6×9	无肋	0.31
BBJ2	194×6	280×10	250×200×9×14	346×174×6×9	单肋	0.31
BBJ2D	194×6	280×10	250×200×9×14	346×174×6×9	双肋	0.31
BBJ3	194×6	280×10	250×200×12×20	346×174×6×9	无肋	0.31
BBJ4	194×6	280×10	250×200×12×20	350×175×7×11	无肋	0.41

采用拟静力法对节点进行低周往复加载。复式钢管混凝土柱底通过单向铰支座与底座连接,钢梁梁端用两端铰接的竖向支撑与刚性平台固定,钢梁中间位置设置侧向支撑,防止梁平面外失稳。试验通过数字散斑相关方法(DSCM)得到节点弯矩 M 和转角 θ[13],与传统的方法得到的滞回曲线相比,该方法充分考虑了钢梁、复式钢管混凝土柱和试件核心区的变形,真实地反映了构件的各项受力性能,能够为公式推导和构件受力性能分析提供更加可靠的依据。DSCM采集系统包括CCD相机、白光源及计算机。试验加载装置及DSCM采集设备布置如图3所示,转角采集实际测点布置照片如图4所示。根据LU等[14]所提梁柱相对转角的计算方法,将点3确定于梁柱下部交界处,点1和点2分别位于柱和梁的边缘且到点3的距离均为钢梁梁高。试验竖向轴力通过液压千斤顶施加并保持不变,水平加载先采用力控制,每级加载荷载为30 kN,循环一次。当荷载-位移滞回曲线出现拐点时认为试件屈服[15]。改用位移控制加载,至试件破坏或荷载降至峰值荷载的85%以下时终止试验。



图 3　试验加载装置及 DSCM 采集设备

Fig. 3　Test setup and equipment of DSCM

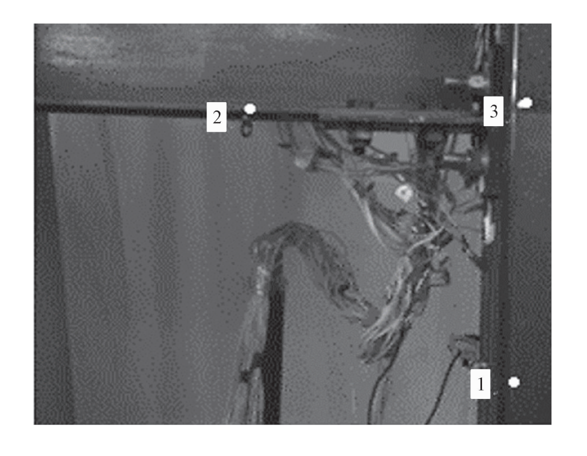


图 4　测点布置图

Fig. 4　Measuring point location diagram

1.3　数值模拟

采用 ABAQUS 软件，根据试验材性试验结果，结合钢材的弹塑性双折线随动强化模型和混凝土的塑性损伤模型[16-17]，采用 8 节点线性减缩积分单元 C3D8R，单元网格划分采用结构化自适应网格划分的方法。网格的纵横比控制在 4 以内并采用半模型，以达到可靠的精度和相对较短的计算时间；为保证数值模拟与实际试验吻合度更高，梁柱连接区的网格比其他区域的网格更细，有限元模型的边界条件和网格划分如图 5 所示。肋板与 T 形件翼缘和腹板采用绑定接触，单边螺栓端部以嵌入方式与核心混凝土连接；其余钢构件之间采用“表面接触”，在切向中选用“罚”，钢材之间的摩擦因数根据《钢结构设计标准》[18]设为 0.45；在法向采用“硬接触”以防各接触面出现穿透现象。钢构件和混凝土构件之间切向采用了黏结滑移模型，法向仍然采用“硬接触”。依据《钢结构高强螺栓连接技术规范》[19]将螺栓预应力设置为 170 kN。为了合理节约计算时间在柱顶施加单循环位移往复荷载。

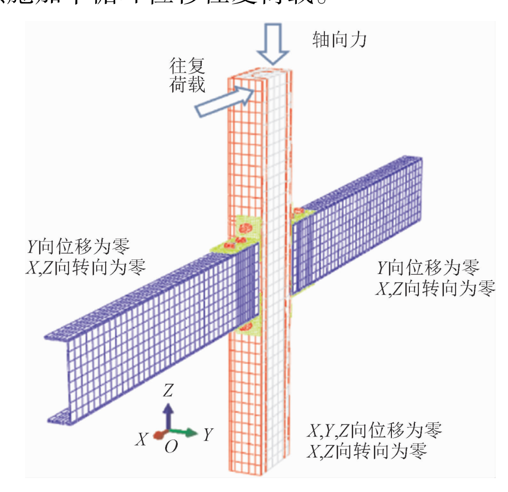


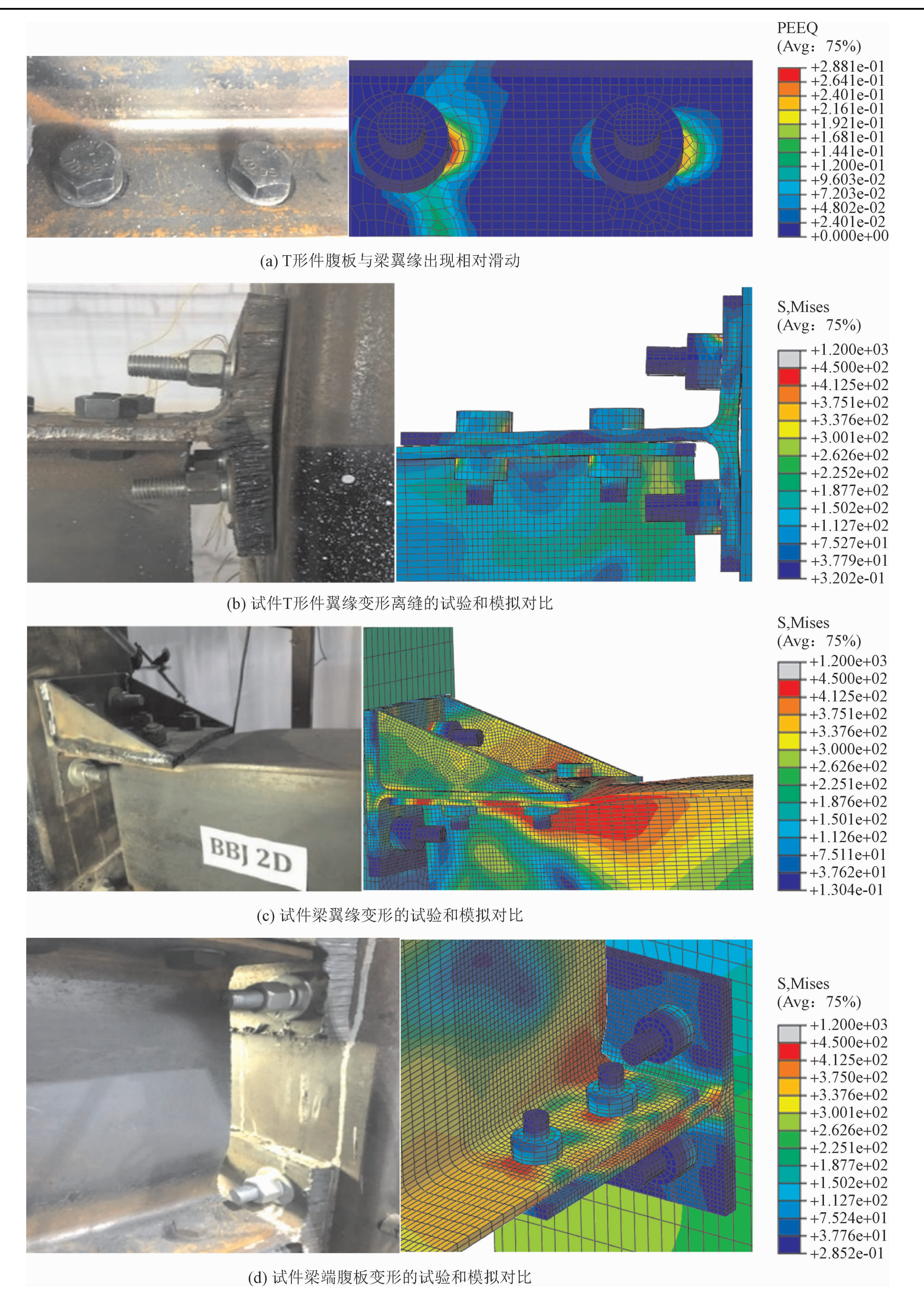
图 5　有限元模型网格划分、加载方式和边界条件

Fig. 5　FE mesh, loading mode and boundary conditions

1.4　试验与数值模拟结果

1.4.1　试件破坏形态

试件试验加载过程与数值模拟对比如图 6 所示。在初期力控制阶段，各试件试验现象基本相似，模拟得到构件应力发展较快，但整体变形不明显；位移控制阶段，钢梁翼缘与 T 形件腹板之间产生较大摩擦异响，模拟也得出二者出现相对滑动趋势（图 6a）所示。随后 T 形件翼开始缘屈服并产生弯曲变形，导致 T 形件与钢管间产生明显离缝现象（图 6b）所示。接下来钢梁翼缘达到屈服应变，出现肉眼可见的弯曲变形和钢材起皮现象（图 6c）。试件 BBJ1，BBJ2，BBJ2D T 形件为 250 × 200 × 9 × 14 的情况下，钢梁腹板端部产生了弯曲变形（图 6d）示，有限元模拟中该处应力值也较大，应力值超过了屈服点。T 形件变形特征根据 T 形件的加肋不同可分为 3 类：无肋时单向弯曲变形、单肋时双向弯曲变形和双肋时两侧翘曲变形，试验现象及数值模拟对比变形如图 7 所示。但各试件进入破坏阶段后，节点破坏模式均为 T 形件变形后钢梁弯曲，节点核心区柱均无明显变形，外钢管应力均未达到屈服，峰值荷载时试件内钢管应力较大接近屈服。说明单边螺栓节点应用到复式钢管混凝土柱时，因内钢管的存在，单边螺栓得到了较强的锚固作用，也使内钢管在节点核心区能够充分发挥传力作用，试验中单边螺栓未发生拉断或拔出，节点连接牢固、可靠。



(a) T形件腹板与梁翼缘出现相对滑动

(b) 试件T形件翼缘变形离缝的试验和模拟对比

(c) 试件梁翼缘变形的试验和模拟对比

(d) 试件梁端腹板变形的试验和模拟对比

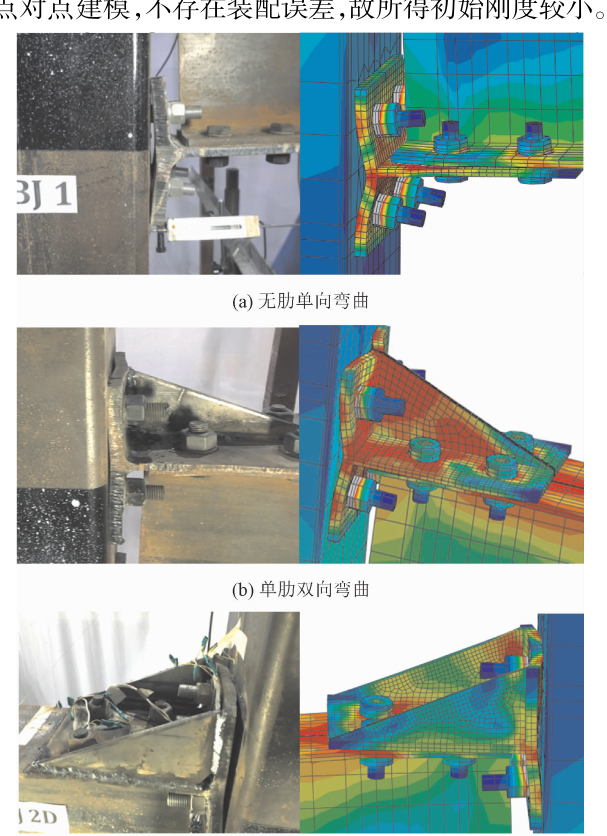
图6　试验和有限元破坏过程对比

Fig. 6　Comparisons of the failure modes between test and FE analysis

1.4.2　节点弯矩-转角曲线对比

试验与模拟测得弯矩 M-转角 θ 关系滞回曲线对比如图8所示。滞回曲线出现了滑移现象，由开始的梭形转为饱满的Z型，主要因为T形件翼缘变形后与钢管柱产生缝隙，同时螺栓变形以及钢梁翼缘与T形件腹板有相对错动，使试件在往复加载时首先要闭合这些位移量所引起的。加载后期，各曲线斜率减小，节点刚度退化持续、均匀、稳定，说明节点仍能保证良好的受力稳定性。为合理减少计算时间，有限元模拟采用单循环位移控制加载，模拟得到的初始刚度与试验结果相比较小，主要原因是试验中试件制作部件之间因装配误差必然存在少量间隙，加载初期先中和间隙从而测量得到的梁柱相对转角很小，故初始刚度数值较大；而有限元模型采用

点对点建模,不存在装配误差,故所得初始刚度较小。



(a) 无肋单向弯曲

(b) 单肋双向弯曲

(c) 双肋两侧翘曲

图 7　T 形件变型的试验和有限元破坏过程对比

Fig. 7　Comparisons between test and FE analysis deformation characteristics of T-shaped plates

同时,试验中因复式钢管进一步强化了对核心混凝土的约束效应使得其实际损伤较小,但模型中核心混凝土在考虑单层内圆钢管的约束效应中的刚度恢复系数较小,核心混凝土损伤较大,所以模拟得到的滞回曲线较为捏拢,耗能减少,后期加载、卸载刚度逐渐减小。此外,对于螺栓,假定施加预紧力后其长度保持恒定,且因钢材双折线随动强化模型在塑性阶段的刚度按文献[20]取为 $0.01E_s$(E_s 为钢材弹性模量),比材性试验结果[12]略大,故在包辛格效应下使得卸载后的反向加载过程中,模型出现滑移现象时的屈服荷载小于试验试件。因此,模拟所得滞回曲线包络部分较小,表现出一定的耗能差别。模拟曲线的极限承载力吻合较好,有限元模拟得出的最大承载力见表 2,模拟结果与试验结果比较得出 M_{um}/M_{ut} 平均值为 0.947,绝对误差平均值为 8.2%,最大误差为 BBJ4 试件 14.1%。因试件 BBJ4 钢梁截面较大,在进入弹塑性阶段后 T 形件腹板和钢梁翼缘之间有抗剪螺栓被剪断的现象发生使承载力突然下降,但其余试件曲线均保持了较长的水平强化阶段,说明复式钢管混凝土 T 形件单边螺栓节点在后期较大位移时仍能保持相当的承载能力,具有良好的变形性能。

(a) BBJ1　(b) BBJ2　(c) BBJ2D　(d) BBJ3　(e) BBJ4

图 8　荷载-位移关系滞回曲线对比

Fig. 8　Comparisons of M-θ hysteresis curves

表 2 承载力试验、模拟及计算值

Tab. 2 Comparisons of test dada, simulation results, and calculation results

试件编号	T 形件尺寸/mm^4	加肋形式	试验极限弯矩 M_{ut}/(kN·m)	模拟极限弯矩 M_{um}/(kN·m)	理论极限弯矩 M_{uc}/(kN·m)	M_{uc}/M_{ut}	M_{um}/M_{ut}	M_{uc}/M_{um}
BBJ1-12	250×200×9×12	无肋	–	296.142	302.324	–	–	102.1%
* BBJ1	250×200×9×14	无肋	338.796	313.246	319.877	94.4%	92.4%	102.1%
BBJI-16	250×200×9×16	无肋	–	358.145	340.130	–	–	95.0%
BBJ1-18	250×200×9×18	无肋	–	373.295	363.083	–	–	97.2%
BBJ1-20	250×200×9×20	无肋	–	382.978	390.513	–	–	102.0%
BBJ1-22	250×200×9×22	无肋	–	399.716	419.240	–	–	104.9%
BBJ1-24	250×200×9×24	无肋	–	406.143	450.703	–	–	111.0%
BBJ2-12	250×200×9×12	单肋	–	370.846	381.869	–	–	103.0%
* BBJ2	250×200×9×14	单肋	440.471	389.164	399.422	90.7%	88.4%	102.6%
BBJ2-16	250×200×9×16	单肋	–	405.312	419.675	–	–	103.5%
BBJ2-18	250×200×9×18	单肋	–	424.894	442.628	–	–	104.2%
BBJ2D-12	250×200×9×12	双肋	–	435.843	461.414	–	–	105.9%
* BBJ2D	250×200×9×14	双肋	449.786	471.324	478.967	106.5%	104.8%	101.6%
BBJ2D-16	250×200×9×16	双肋	–	475.315	499.22	–	–	105.0%
BBJ3-12	250×200×12×12	无肋	–	305.214	309.744	–	–	101.5%
BBJ3-14	250×200×12×14	无肋	–	329.197	327.728	–	–	99.6%
BBJ3-16	250×200×12×16	无肋	–	372.792	348.477	–	–	93.5%
BBJ3-18	250×200×12×18	无肋	–	378.210	371.995	–	–	98.3%
* BBJ3	250×200×12×20	无肋	384.676	392.146	399.684	103.9%	101.9%	102.2%
BBJ3-22	250×200×12×22	无肋	–	401.372	429.529	–	–	107.0%
BBJ3-24	250×200×12×24	无肋	–	403.679	461.764	–	–	114.4%
* BBJ4	250×200×12×20	无肋	462.881	397.622	404.567	87.4%	85.9%	102.3%

注: * 为试验试件。

试验得到的弯矩-转角骨架曲线如图 9 所示,曲线可分为弹性阶段、弹塑性阶段及破坏阶段。T 形件翼缘厚度以及加肋构造对节点初始刚度影响较大,梁柱线刚度比对初始刚度影响不明显,说明对于 T 形件装配式节点的初始刚度是由 T 形件构造主要控制的。

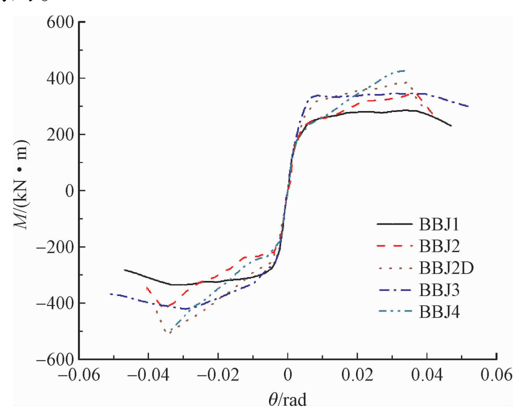


图 9 试验测得的弯矩-转角骨架曲线

Fig. 9 Experimental skeleton curves of moment-rotation

2 单边螺栓节点承载力计算

2.1 T 形件受拉模型

试验和有限元模拟均得出复式钢管混凝土 T 形件单边螺栓节点的外钢管受力较小,不会发生外钢管撕裂和螺栓拔出脱落等破坏形式。T 形件及螺栓作为复式钢管混凝土螺栓节点的直接传力构件,其构造形式和工作性能直接决定整个节点的承载能力。节点梁端弯矩通过钢梁上下翼缘拉压力进行传递,翼缘所受拉力通过抗剪螺栓传递给 T 形件腹板,再通过 T 形件翼缘传递给单边螺栓,最终传递到节点核心区;而钢梁翼缘所受压力则通过 T 形件翼缘直接传递到钢管混凝土柱。由钢材的材料性能和构件破坏形式可知,当 T 形件在钢梁受拉侧承载力满足设计要求时其受压侧也一定满足。有限元模拟也

得出单边螺栓节点中受拉侧的 T 形件应力水平明显高于受压侧，不会出现 T 形件受压破坏，因此本研究采用 T 形件受拉模型计算节点的抗弯承载力。

2.2　T 形件翼缘极限承载力

因节点破坏始于 T 形件屈服变形，随后钢梁翼缘发生塑性变形，而 T 形件在极限承载力作用下的变形(图 10)得出腹板与翼缘截面交界处应力值最大，故 T 形件翼缘的最大抗弯强度将决定钢梁能否进入屈服阶段和进一步发生弯曲变形，T 形件翼缘厚度是影响节点承载力重要因素。

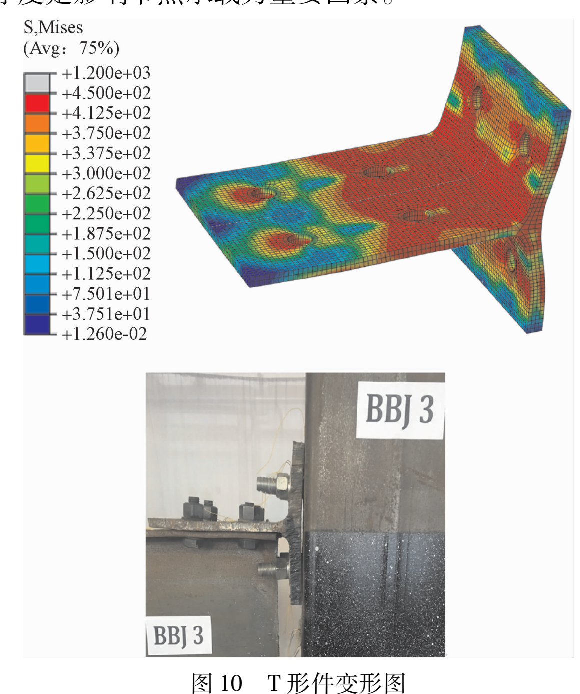


图 10　T 形件变形图

Fig. 10　Stress nephogram of T-shaped plate

T 形件翼缘厚度过小致使 T 形件承载力过小，导致 T 形件过早破坏，无法完全发挥钢梁和高强单边螺栓力学性能。T 形件翼缘亦不能过厚，根据螺栓与 T 形件刚度的相对强弱，T 形件受拉可分为 3 种破坏模式[21]：Ⅰ)当 T 形件翼缘厚度较小且螺栓直径较大时，即螺栓的抗拉刚度大于 T 形件抗拉刚度，极限状态时 T 形件腹板两侧会形成塑性铰线，而螺栓未失效，T 形件翼缘边缘存在撬力；Ⅱ)当 T 形件与螺栓刚度相当时，极限状态时螺栓失效的同时 T 形件腹板两侧形成塑性铰线，此时边缘存在撬力；Ⅲ)当 T 形件翼缘厚度较大、螺栓直径较小，螺栓的抗拉刚度小于 T 形件的抗拉刚度。螺栓受到较大拉力失效时，T 形件未达到极限状态，T 形件板件边缘无撬力存在。本试验试件 T 形件与螺栓刚度匹配属于模式Ⅱ，图 11 为其受力弯矩图，图中 $N_{fb,2}$ 为模式Ⅱ下 T 形件所受总拉力，Q 为 T 形件所受撬力，e_f 为螺栓中心到 T 形件腹板边缘的距离，e_x 螺栓中心到 T 形件翼缘边缘的距离，N_{b0} 为螺栓所受拉力，M_p 为 T 形件翼缘板上的极限弯矩。

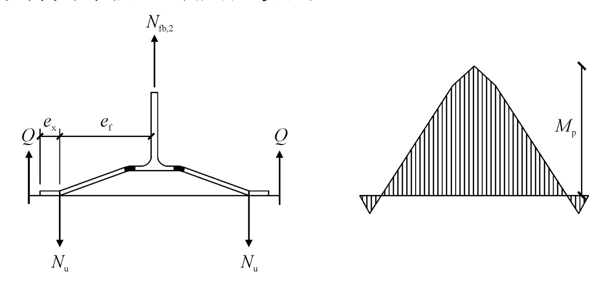


图 11　模式Ⅱ T 形件受力及翼缘弯矩图

Fig. 11　Force diagram and bending moment diagram of T-shaped plate under Mode Ⅱ

假设弯矩在传递过程中全部由 T 形件翼缘承担，当翼缘产生塑性铰破坏时，其极限弯矩 M_P[22] 为

$$M_p = \frac{b_{ep} t_{ep}^2 f_{u,ep}}{4} \tag{1}$$

由屈服条件得平衡方程，即

$$N_{b0} e_f - Q(e_f + e_x) = M_P \tag{2}$$

当螺栓拉力 N_{b0} 达到受拉极限状态 N_u 时，其撬力为

$$Q = \frac{N_u e_f - M_p}{e_f + e_x} \tag{3}$$

可得

$$N_{fb,2} = 2(N_u - Q) \tag{4}$$

对于无肋 T 形件，其能承受的极限弯矩 M_T 为 T 形件最大拉力对钢梁翼缘取矩，即

$$M_T = N_{fb,2}(h_b + t_{bf}) \tag{5}$$

最终可求得无肋 T 形件贡献的极限承载弯矩为

$$M_u' = M_T = \frac{(b_{ep} t_{ep}^2 f_{u,ep} + 4N_u e_x)(h_b + t_{bf})}{e_f + e_x} \tag{6}$$

式中：b_{ep} 为 T 形件宽度；t_{ep} 为 T 形件翼缘厚度；$f_{u,ep}$ 为 T 形件极限强度；h_b 为梁高；t_{bf} 为 T 形件腹板的厚度；M_u' 为无肋 T 形件控制的极限承载弯矩。

2.3　T 形件翼缘与螺栓直径匹配范围

节点极限承载力不会随着 T 形件翼缘厚度的提高无限提高。当 T 形件翼缘增厚到一定程度时会进入到模式Ⅲ，即 T 形件还未屈服螺栓已经破坏，此时螺栓受拉刚度小于等于 T 形件刚度，T 形件不受撬力，节点极限承载力由螺栓控制；模式Ⅲ T 形件受力弯矩图如图 12 所示，图中 $N_{fb,3}$ 为模式Ⅲ下 T 形件所受总拉力。

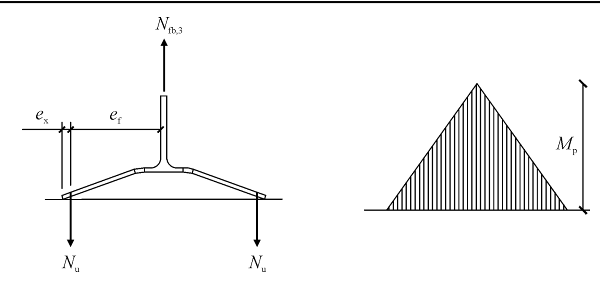


图12　模式Ⅲ T形件受力及翼缘弯矩图

Fig. 12　Force diagram and bending moment diagram of T-shaped plate under Mode Ⅲ

此时,螺栓发生较大的受拉变形,螺栓预紧力已经消失。因此,采用 PILUSO 模型[23]进行 T 形件抗拉刚度和螺栓抗拉刚度计算。

$$K_{f,non-prel} = 0.5E\frac{b_{ep}t_{ep}^3}{e_f^3} \tag{7}$$

$$K_{b,non-prel} = 1.6E\frac{A_s}{L_b} \tag{8}$$

根据T形件和4个螺栓的变形协调,可得出T形件翼缘厚度与单边螺栓匹配的最大临界值。即

$$\frac{N_{fb,3}}{K_{f,non-prel}} = \frac{N_{fb,3}}{4K_{b,non-prel}} \tag{9}$$

简化得

$$t_{ep} = 2.34e_f\sqrt[3]{\frac{A_s}{L_b b_{ep}}} \tag{10}$$

式中:$K_{f,non-prel}$为无预紧力时T形件抗拉刚度;$K_{b,non-prel}$为无预紧力时螺栓抗拉刚度;E为钢材弹性模量;A_s为单边螺栓有效面积;L_b为单边螺栓长度。

对于本试验试件,T形件翼缘的厚度临界值为$t_{ep}=24$ mm。即当翼缘板厚度增加到24 mm后无法通过增强T形件来增大节点极限承载力,此时破坏形态为螺栓拉断破坏,属脆性破坏,在工程设计上不宜采用。

2.4　T形件加劲肋极限承载力

T形件加肋能够提高T形件强度和刚度,并能够将力更均匀的传给螺栓,减小撬力。虽然不同加肋形式的T形件变形特征和传力路径有所改变(图7),但是节点最终破坏形式均为T形件翼缘发生较大弯曲变形,因此可以采用一个统一的公式计算其极限承载力。T形件腹板和翼缘之间采用全熔透焊,其焊缝强度大于母材且未发生撕裂破坏。加劲肋与T形件腹板和翼缘的连接焊缝采用双面角焊缝,在受拉模型下是节点试件易出现破坏的部位,可以影响到T形件受力情况和破坏形式,从而影响节点试件的承载力。假设T形件翼缘拉力沿角焊缝均匀分布,故角焊缝传递的拉力P_w为

$$P_w = 2f_v^w l_{fv}h_{fv} + 2f_t^w l_{ft}h_{ft} \tag{11}$$

式中:h_{fv}、h_{ft}分别为受剪角焊缝和受拉角焊缝高度;l_{fv}、l_{ft}分别为受剪角焊缝和受拉角焊缝的实际长度;f_v^w、f_t^w为角焊缝抗拉和抗剪强度设计值。

T形件工作状态下加劲肋在短边承受均布拉力,如图13所示。此时承载力P_y为

$$P_y = k_y f_y h_s t_s \tag{12}$$

系数k_y可由SAMON试验[24]得到,即

$$k_y = 1.39 - 2.20\left(\frac{h_s}{l}\right) + 1.27\left(\frac{h_s}{l}\right)^2 - 0.25\left(\frac{h_s}{l}\right)^3 \tag{13}$$

式中:l为加劲肋长度;h_s加劲肋高度;t_s为加劲肋厚度;f_y为钢材抗拉强度设计值。

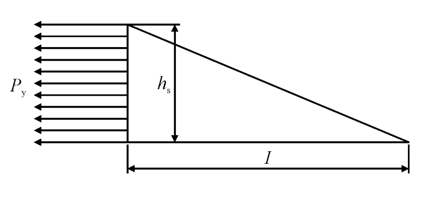


图13　加劲肋受力图

Fig. 13　Force diagram of stiffening rib

根据试验中材料参数的选取及角焊缝强度的设计值,得出所有试件均满足$P_w \gg P_y$,也就是说设计的连接角焊缝可保证母材撕裂或疲劳破坏前不断裂,但是在试验中试件BBJ2D仍然出现了焊缝断裂的破坏现象,说明在实际焊接中,必须考虑到现场安装条件受限的实际工况及焊缝中可能存在焊接缺陷等不利影响,应通过各种措施保证焊缝质量、尽量减小焊缝热影响区,以保证T形件的受力性能可以充分发挥。

因为加劲肋本身三角形钢板所受约束条件复杂,其合力作用点位置难以确定,但是加劲肋高度和T形件腹板厚度与梁高相比较小,所以为了简化计算将肋板合力作用点定于加劲肋底部。一个加劲肋整体节点贡献的极限弯矩M_l应为加劲肋合力对钢梁中心取矩,即

$$M_l = P_y\left(t_{bf} + \frac{h_b}{2}\right) \tag{14}$$

2.5　承载力公式验证

T形件单边螺栓节点的抗弯极限承载力M_u可直接由无肋T形件承载力M_u'和加劲肋承载力M_l相

加而得

$$M_u = M_u' + xM_l \qquad (15)$$

式中,x 为 T 形件加肋数量。计算结果、试验数据及数值模拟结果如表 2 所示。M_{ut}、M_{um}、M_{uc} 分别试件极限承载力的试验值、模拟值和理论值,由表 2 中数据可以看出,计算得到的节点极限承载力与试验结果非常相近,得出 M_{uc}/M_{ut} 平均值为 0.965,绝对误差平均值为 7.6%,最大误差 12.6% 为 BBJ4 试件,故 T 形件受拉模型适用于复式钢管混凝土单边螺栓节点的极限承载力计算。

有限元模拟得到的破坏形态、极限荷载与试验结果吻合较好,进一步选用 T 形件加肋形式、T 形件翼缘厚度、T 形件腹板厚度 3 个参数对节点承载力影响进行分析,数值模拟计算得到的极限承载力如表 2 所示。极限承载力计算结果与数值模拟结果对比,得出 M_{uc}/M_{um} 平均值为 1.027,绝对误差平均值为 4.2%,最大误差 14.4% 为 BBJ3-24 试件,即 T 形件翼缘为 24 mm 其余变量与 BBJ3 相同的模拟试件。2.3 节中得到翼缘板厚度临界值为 24 mm,临界值后无法通过增强 T 形件来增大节点极限承载力,式(15)计算得到的结果就会存在一定误差,这也说明采用 T 形件受拉模型计算的节点承载力公式仅适用于 T 形件与单边螺栓强度相匹配的情况。

3　节点承载力影响因素分析

有限元模拟和公式计算的试件节点极限承载力提高比例如图 14 所示,其中实线为模拟结果,虚线为计算结果。模拟中对于 T 形件翼缘板为 12、14、16 mm 的单肋试件比相应的无肋试件承载力平均提高 21.2%,双肋试件比无肋试件承载力平均提高 42.6%;无肋 T 形件翼缘厚度由 12 mm 提高到 14、16、18、20、22、24 mm 时,极限承载力一直在增加,和 12 mm 的试件相比平均提高了 5.7%、20.9%、26.0%、29.3%、35.0%、37.1%,但是增幅先增大而后变小;T 形件腹板厚度由 9 mm 提高到 12 mm 后,极限承载力平均提高了 3.3%。对于 T 形件翼缘板为 12、14、16 mm 的构件增加单肋时用钢量较原 T 形件平均增加了 9.3%,而承载力平均提高了 21.2%;无肋 T 形件翼缘厚度从 12 mm 增加到 18 mm 时,用钢量增加为原来的 24.6%,此时节点承载力提高了 26.0%。因此,加肋对提高节点承载力效果最为显著,其次是 T 形件翼缘厚度,而 T 形件腹板厚度对节点承载力影响很小。

由图 14(a)可知,在 T 形件翼缘厚度增大到 16 mm后模拟值曲线斜率逐渐减小,说明节点极限承载力增幅开始减小。由图 14(b)可知,有限元模拟结果得出加肋试件的承载力增幅总体趋势为随着翼缘厚度增加而减小,且当翼缘厚度超过 16 mm 后增幅下降明显。T 形件加双肋适合于翼缘厚度较小的情况,有限元得到当翼缘板厚度为 18 mm 时为节点破坏为螺栓拔出破坏。图 7 中单肋 T 形件的双向弯曲和双肋 T 形件的两侧翘曲变形,因加肋 T 形件的转动刚度明显增大可明显看出弯曲变形减少,节点极限承载力的提高效果随着因增大翼缘厚度和加肋提高的 T 形件刚度而提高,但到一定程度后极限承载力提高不明显。

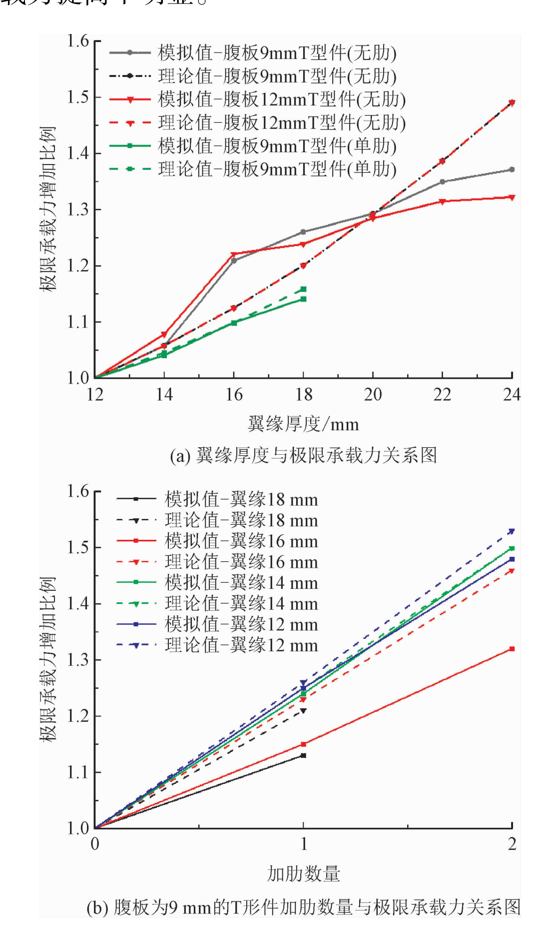


图 14　节点极限承载力提高对比

Fig. 14　Improvement of bearing capacity of the joint

图 14 虚线部分为采用 T 形件受拉模型的节点承载力理论计算提高值,其与 T 形件翼缘厚度、加劲肋数量呈线性变化,即随着参数变化承载力增量保持不变,而实际上这种线性变化仅适用于正常设计满足一定强度匹配的情况。由图 14 和表 2 数据可

以得出,当翼缘厚度较大时,尤其对于T形件加肋数增大的情况下,理论推导的计算公式误差会增大,主要因为T形件在极限状态下的受力情况逐渐趋向于T形件破坏模式Ⅲ(图12),即T形件还未屈服螺栓出现破坏。故当不满足强度匹配时,T形件受拉模型的计算公式(15)得到结果误差较大,即与式(10)计算T形件不加肋时最大翼缘厚度临界值24 mm结论相符。规程[19]规定:T形受拉件的翼缘厚度不宜小于16 mm且不宜小于连接螺栓直径。由图14(a)可得最佳匹配T形件翼缘为16～20 mm与规程相符。另外T形件宜选择加单肋形式,由图14(b)可得最佳匹配加单肋T形件翼缘厚度为14～16 mm,可比规程规定的无肋T形件翼缘厚度降低;通过增加加劲肋可以在T形件翼缘厚度小于规程规定时仍能保证力学性能满足工程应用,达到较强的节点抗弯极限强度。T形件加双肋仅适用于T形件翼缘厚度较薄即12～14 mm的情况。

4 结 论

本研究对5个复式钢管混凝土单边螺栓节点进行了低周往复荷载试验,并进行了有限元模拟和扩大参数分析,在分析了节点受力机理的基础上提出T形件受拉模型,建立了节点抗弯承载力公式,主要结论如下。

1)节点破坏形态为T形件屈服后钢梁梁端塑性变形,弯矩-转角滞回曲线形状为饱满的Z型,有明显的弹性阶段、弹塑性阶段及破坏阶段,说明复式钢管混凝土单边螺栓节点具有较好的耗能性能和后期承载力。

2)有限元模拟节点的破坏过程、滞回曲线及T形件变形均与试验结果吻合较好,得出的极限承载力与试验结果相近,绝对误差平均值为8.2%。T形件受拉模型得到的节点极限抗弯承载力计算结果与试验结果相近,绝对误差平均值为7.6%。

3)T形件加肋形式对节点极限承载力影响最大,其次为T形件翼缘厚度,T形件腹板厚度影响很小。节点极限承载力的提高效果随着T形件刚度的提高而逐渐减少,且到一定程度后极限承载力提高不明显。采用T形件受拉模型计算的节点承载力公式适用于T形件与单边螺栓强度相匹配的情况,故得出了单边螺栓直径与T形件翼缘厚度的最大临界值和最佳匹配值,为复式钢管混凝土在装配式结构中应用提供了节点理论原理和设计依据。

参考文献:

[1] 蔡绍怀.现代钢管混凝土结构[M].北京:人民交通出版社,2003.

[2] 张玉芬.复式钢管混凝土轴压性能及节点抗震试验研究[D].西安:长安大学,2010.

[3] 张冬芳,贺拴海,赵均海,等.复式钢管混凝土柱-钢梁节点应力分布与传力机制研究[J].建筑结构,2018,48(15):37-43.
ZHANG Dongfang, ZHAO Junhai, HE Shuanhai, et al. Stress distribution and force-transferring mechanism of connections between concrete-filled double steel tubular column and steel beam [J]. Building structure,2018,48(15):37-43(in Chinese).

[4] 李国强,马人乐,王伟,等.钢结构高效螺栓连接关键技术研究进展[J].建筑钢结构进展,2020,22(6):1-20.
LI Guoqiang, MA Renle, WANG Wei, et al. Research achievements of key technology of high-efficiency bolted connection in steel structures[J]. Progress in steel building structures,2020,22(6):1-20(in Chinese).

[5] BATHO C. Investigation on beam and stanchion connections[J]. 1st Report of the Steel Structures Research Committee, 1931, 1(2):61-137.

[6] BATHO C, ROWAN H C. Investigations on beam and stanchion connections:2nd Rep[R]. Steel Structures Research Committee. London,1934.

[7] KATO B, MCGUIRE W. Analysis of T-stub flange-to-column connections[J]. Journal of the structural division, 1973, 99: 865-888.

[8] 徐怡红,徐伟良.T型钢半刚性连接节点的非线性性能分析[J].浙江工业大学学报,2011,39(4):467-472.
XU Yihong, XU Weiliang. Nonlinearbehavior analysis of T-stub semi-rigid connections [J]. Journal of Zhejiang University of Technology,2011,39(4):467-472(in Chinese).

[9] 袁峥嵘.方钢管混凝土柱-钢梁T形件节点的性能研究[D].长沙:湖南大学,2013.

[10] D'ANIELLO M, CASSIANO D, LANDOLFO R. Monotonic and cyclic inelastic tensile response of European preloadable gr10.9 bolt assemblies[J]. Journal of constructional steel research,2016,124(9):77-90.

[11] 王静峰,仲力平,郭磊,等.方套方中空夹层钢管混凝土柱单边螺栓连接节点拟动力试验分析[J].土木工程学报,2019,52(9):1-11.
WANG Jingfeng, ZHONG Liping, GUO Lei, et al. Pseudo-dynamic test analysis on blind bolted joints between square CFDST columns and steel beams[J]. China civil engineering journal,2019,52(9):1-11 (in Chinese).

[12] ZHANG Y F, JIA H X, CAO S X. Seismic experiment on blind-bolted joint in concrete-filled double steel tubular structure[J].

Journal of constructional steel research,2020,174:1-10.

[13] 张玉芬,宋义敏,蒋宗昊,等.复式钢管混凝土柱-钢梁外加强环板节点滞回性能及核心区变形研究[J].建筑结构学报,2020,41(9):154-164.
ZHANG Yufen, SONG Yimin, JIANG Zonghao, et al. Hysteretic performance and shear deformation of external ring-stiffened joint between composite CFST column and steel beam[J]. Journal of building structures,2020,41(9):154-164 (in Chinese).

[14] LU L F,XU Y L,LIM J B P. Mechanical performance of a new I-section weak-axis column bending connection [J]. Steel and composite structures,2018,26(1):31-44.

[15] Applied Technology Council. Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures: ATC- 24 [S]. Redwood City (CA),1992.

[16] 韩林海.钢管混凝土结构:理论与实践[M].北京:科学出版社,2016.

[17] 中国建筑科学研究院.混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2015.

[18] 中冶京诚工程技术有限公司.钢结构设计标准:GB 50017—2017[S].北京:中国建筑工业出版社,2017.

[19] 中冶建筑研究总院有限公司.钢结构高强度螺栓连接技术规程:JGJ 82—2011[S].北京:中国建筑工业出版社,2011.

[20] 钱炜武,李威,韩林海,等.往复荷载作用下钢管混凝土叠合柱-钢梁连接节点力学性能研究[J].土木工程学报,2017,50(7):27-38.
QIAN Weiwu, LI Wei, HAN Linhai, et al. Behaviour of concrete-encased concrete-filled steel tubular column to steel beam joints under cyclic loading[J]. Chinese civil engineering journal,2017,50(7):27-38(in Chinese).

[21] PAULAY T, PRIESTLEY M J N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings[M]. New York:John Wiley and Sons,1992.

[22] British Standards Institution. Eurocode 3:design of steel structures: EN 1993- 1- 8 [S]. Brussels, European Committee for Standardization,2005.

[23] PILUSO V,FAELLA C,RIZZANO G. Ultimate behavior of bolted T-stubs,I:theoretical model[J]. Journal of structural engineering,2001,127(6):686-693.

[24] SAMON C G. Laboratory investigation of unstiffened triangular bracket plates[J]. Journal of structure division,1964,90(3):257-278.

（编辑　张璐）

